Revista Internacional de
Ingeniería
de Estructuras

Vol. **19,2**, 113-142 (2014)

IMPORTANCIA DEL DISEÑO DE LAS CONEXIONES VIGA-COLUMNA EN LA CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS DÚCTILES DE CONCRETO REFORZADO EN MÉXICO

Eber Alberto Godínez Domínguez
Profesor, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Chiapas, Campus-I, Blvd. Belisario Domínguez, kilómetro 1081, Sin número, Col. Terán, 29050, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, México.
Correo electrónico: eber.godinez@unach.mx

Francesc López Almansa
Profesor, Departament d'Estructures a l'Arquitectura, Universitat Politècnica de Catalunya, Avda. Diagonal 649, Barcelona, España. Cp 08028.
Correo electrónico: francesc.lopez-almansa@upc.edu

RESUMEN

Se presenta un estudio en que se muestra la importancia que tiene la adecuada revisión de las conexiones viga-columna durante el proceso de diseño de edificios estructurados con base en marcos dúctiles de concreto reforzado; este estudio se lleva a cabo, debido a que un sondeo realizado a algunos ingenieros dedicados al cálculo estructural en México ha mostrado que esta etapa del diseño suele dejarse de lado. Primeramente, con base en los resultados de los diseños de tres edificios de diferentes alturas (cuatro, ocho y doce niveles) ubicados en la zona del lago del Distrito Federal, México, se muestra que el empleo de una estrategia de diseño basada únicamente en el cumplimiento de criterios de rigidez global (expresados mediante el cumplimiento de límites de distorsión de entrepiso), y de resistencia de cada uno de los elementos sismorresistentes (vigas y columnas), no necesariamente conduce a diseños en que las conexiones viga-columna cuenten con resistencias por cortante adecuadas, pudiendo excederse la capacidad de las mismas de forma importante. Posteriormente, se evalúa, mediante análisis estáticos no lineales ante carga monótona creciente, el efecto que tiene la omisión del diseño/revisión de las conexiones viga-columna en el comportamiento de los edificios estudiados, destacando su impacto en algunos parámetros de diseño específicos tales como la capacidad de deformación y la sobrerresistencia. De los resultados obtenidos, es posible concluir, que la omisión del diseño/revisión de las conexiones viga-columna durante la etapa de diseño puede influir en la estimación de la capacidad de deformación global y de entrepiso, además de existir variaciones en la estimación de algunos otros parámetros de diseño, como los factores de reducción por sobrerresistencia y el periodo fundamental de la estructura.

Palabras clave: Edificios de concreto; Diseño sísmico; uniones viga-columna; Análisis estáticos no lineales.

Recibido: Junio de 2014
Aceptado: Octubre de 2014

ABSTRACT

This paper presents a study on the importance of the design of beam-column connections for ductile reinforced concrete frame buildings; a survey on some structural engineers in Mexico has shown that this design stage is often ignored. Three 4, 8 and 12-story buildings are designed for the soft soils of lake bed zone of Mexico City; it is verified that the sole fulfillment of the global strength and stiffness criteria does not guarantee adequate shear strength of the beam-column connections. The impact of the lack of design of the connections on deformability and over-strength is assessed by push-over analyses. From the obtained results, we may conclude that the omission of the design of beam-column connections can influence the overall deformation capacity and other design parameters, such as the response reduction and over-strength factors and the fundamental period.

Keywords: Reinforced concrete buildings; Seismic design; beam-column joints; Nonlinear static analyses.

1. INTRODUCCIÓN

En las décadas pasadas han ocurrido varios eventos sísmicos intensos alrededor del mundo (Chile 1985, México 1985, Armenia 1988, Loma Prieta 1989, Los Ángeles 1994, Japón 1995, Turquía 1999, Irán 2003, Indonesia 2004, Chile 2010, Japón 2011, etc.), originando el colapso de muchas estructuras. El levantamiento y estudio de los daños ha indicado que en muchos casos, parte importante de éstos se debieron al diseño inadecuado de las conexiones viga-columna (figura 1). Por lo anterior, durante muchos años se ha estudiado, tanto analítica como experimentalmente, el comportamiento de las uniones viga-columna, tratando hasta la fecha de plantear metodologías de diseño que mejoren su comportamiento ante acciones sísmicas (Hanson y Conner 1967, Paulay *et al.* 1978, Calvi *et al.* 2002, Tajima *et al.* 2004, Kim y LaFave 2007, Anderson *et al.* 2008, Sharma *et al.* 2011). De los estudios de referencia, para edificios estructurados con base en marcos de concreto reforzado, las conexiones viga-columna, zonas de discontinuidad geométrica que están sujetas a altas concentraciones de esfuerzos, se han identificado como uno de los componentes susceptibles a falla, pudiendo ocasionar reducciones sustanciales en la capacidad de deformación global del sistema.



Figura 1. Falla en conexiones viga-columna durante el sismo de Turquía en 1999 (Sharma *et al.* 2011)

En los Códigos de diseño actuales, como por ejemplo las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de México (NTCC-04) o el Reglamento del Instituto Americano del Concreto (ACI-318, ACI 352R-02), se considera que un marco debe disipar energía ante cargas inducidas por sismo, mediante la formación de articulaciones plásticas en las vigas. Cuando éstas desarrollan sus resistencias máximas, las uniones estarán sujetas a fuerzas cortantes elevadas. Bajo los efectos sísmicos, se generan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en vigas y columnas que fuerzan el núcleo de la unión (figura 2a). En las figuras 2b y 2c se muestran los dos mecanismos de transferencia de cortante en uniones interiores (puntal diagonal a compresión y armadura). En la Figura 2 las resultantes de los esfuerzos de tensión se denotan como *T*, y las resultantes de esfuerzos de comprensión en el concreto y acero se identifican con *C*.

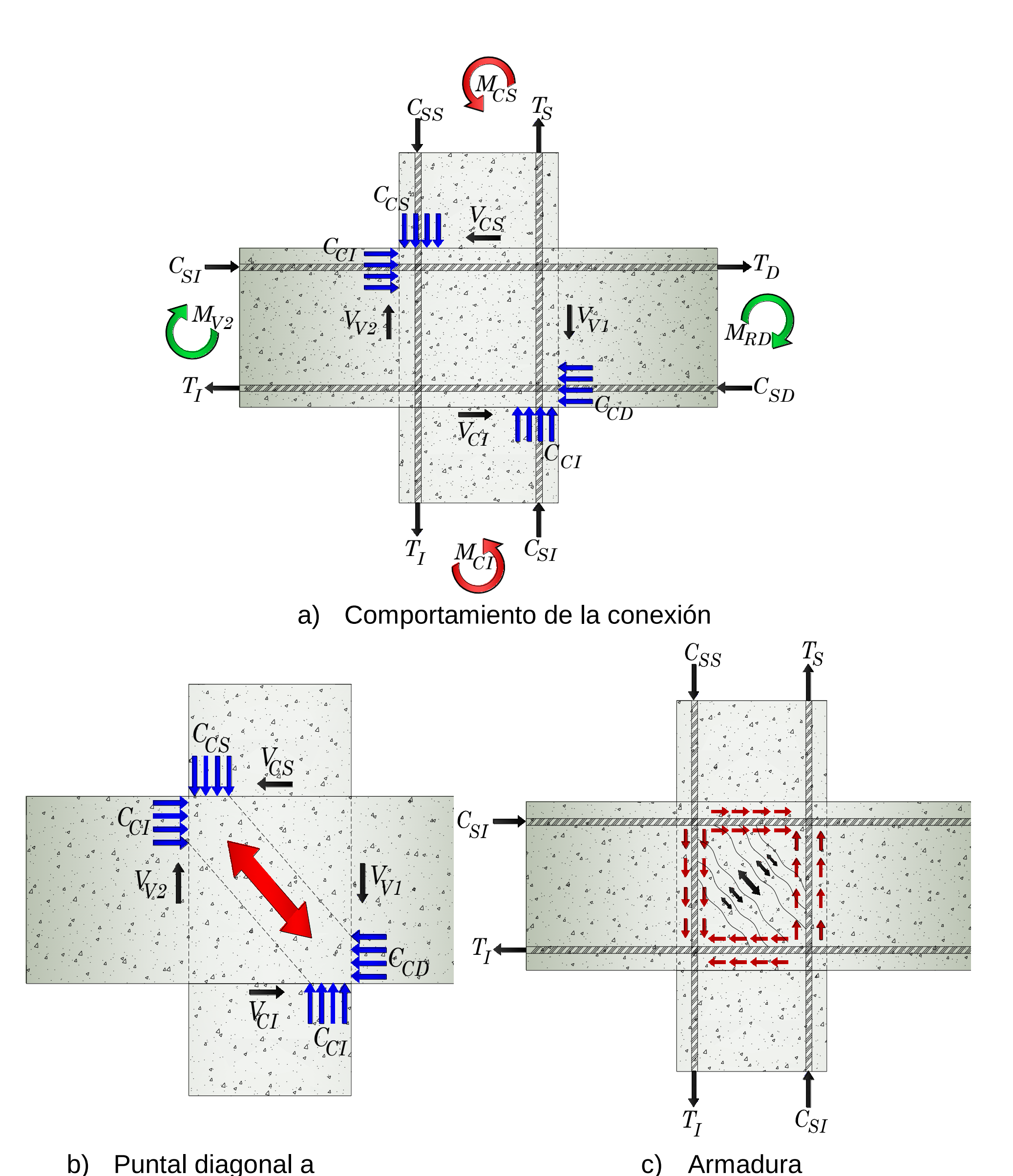
El mecanismo del puntal diagonal a compresión se forma a lo largo de la diagonal principal de la unión como resultante de los esfuerzos verticales y horizontales de compresión que actúan en las secciones críticas de vigas y columnas. En este mecanismo, el nudo fallará cuando el puntal lo haga por compresión (Alcocer 1994). Para que el mecanismo de diagonal a compresión se desarrolle de manera estable, es necesario confinar el concreto de la conexión por medio del uso de estribos (Terán 2004).

En el segundo mecanismo, conocido como de armadura, se forman pequeños puntales diagonales distribuidos en la unión (figura 2c). Para que el mecanismo de armadura se desarrolle de manera estable, es necesario que las barras transmitan sus esfuerzos al nudo por medio de adherencia, y que se

proporcionen estribos para tomar la tensión inducida por los puntales de compresión (Terán 2004).

En los reglamentos vigentes de varios países (p. ej. NTCC-04, ACI-318) se específica que los nudos sean diseñados para resistir las demandas de fuerza cortante con base en: (a) el número de caras confinadas, (b) identificar si se trata de nudos con columnas continuas (entrepiso) o discontinuas (azotea) y, (c) las fuerzas cortantes actuantes calculadas con base en el refuerzo por flexión de las vigas que concurren a los nudos, así como el refuerzo de la losa considerado en un ancho equivalente, tomando en cuenta que todo el refuerzo por flexión es capaz de alcanzar su esfuerzo de fluencia real.

De lo expuesto en esta sección, resulta claro que el diseño/revisión adecuado de las uniones viga-columna en edificios modernos, estructurados con base en marcos dúctiles de concreto reforzado, es de suma importancia durante el proceso de diseño estructural. En los casos en que esta etapa del diseño se omite, además de incumplir un requisito básico enfocado a garantizar la integridad de los nudos, se expone a la estructura a la posibilidad de sufrir fallas prematuras que conlleven a su colapso, y claramente a obtener mecanismos de falla no congruentes con la filosofía de diseño. Sin embargo, de acuerdo a una encuesta realizada a ingenieros dedicados al cálculo estructural en México, la revisión adecuada de las conexiones viga-columna suele dejarse de lado. Po lo anterior, se considera importante evaluar, de forma analítica, si el empleo de estrategias de diseño basadas únicamente en el cumplimiento de criterios de rigidez global (expresados mediante el cumplimiento de límites de distorsión de entrepiso), así como de resistencia de cada uno de los elementos sismorresistentes (vigas y columnas), tal y como realizan algunos ingenieros dedicados al cálculo estructural, conduce a diseños en que las conexiones viga-columna cuenten con resistencias por cortante adecuadas. Asimismo, mediante análisis estáticos o lineales, se evalúa, cuál es el efecto de dicha omisión en la determinación de ciertos parámetros de diseño y propiedades dinámicas, tales como: a) períodos fundamentales, b) capacidades de deformación asociadas a diferentes estados límite y, c) factores de reducción por sobrerresistencia.



a) Comportamiento de la conexión

b) Puntal diagonal a compresión

c) Armadura

Figura 2. Mecanismos de resistencia al corte en uniones interiores viga-columna (adaptada de Terán 2004)

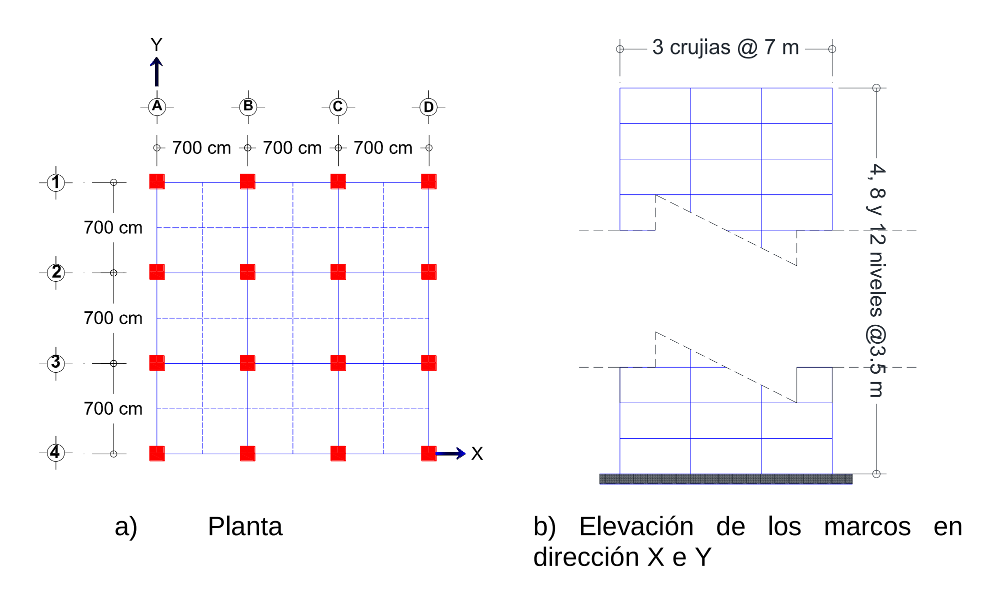
2. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS

Se describen a continuación las características principales de tres edificios diseñados conforme a los lineamientos estipulados en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-04) y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto

(NTCC-04). En todos los casos se empleó un factor de comportamiento sísmico Q = 4.

Se diseñaron tres edificios (considerando dos variantes de cada uno) para albergar oficinas de cuatro, ocho y 12 niveles. Los edificios son regulares tanto en planta como en elevación. El edificio cuenta con una planta cuadrada de 21 m por lado formada por tres crujías en cada dirección con claros de siete metros. Existen vigas secundarias orientadas en ambas direcciones. La altura de entrepiso es de 3.50 m, constante para todos los modelos, por lo que la altura total de cada edificio es de 14.0 m, 28.0 m y 42.0 m, respectivamente (figura 3).

El sistema de piso se consideró formado por una losa maciza de 10 cm de espesor apoyada sobre vigas perimetrales, la cual fue diseñada previamente. Se consideró que sobre cada entrepiso actúa una carga distribuida de 1.0 ton/m^2 y en el nivel de azotea una carga distribuida de 0.8 ton/m^2 (incluye las cargas vivas actuantes en la estructura y el peso propio de los elementos estructurales). En todos los casos se consideró una resistencia a compresión del concreto de 250 kg/cm^2 y un esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de 4200 kg/cm^2.



a) Planta

b) Elevación de los marcos en dirección X e Y

Figura 3. Planta y elevación de los edificios

3. ASPECTOS GENERALES DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO EMPLEADA

3. 1. Metodología sugerida de diseño sismorresistente basada en la normativa mexicana

Para el diseño de los elementos sismorresistentes de cada uno de los edificios considerados, se empleó la metodología basada en conceptos de capacidad estipulada en las NTCC-04, donde los elementos estructurales se diseñan por resistencia del más débil al más fuerte, por lo que para obtener un mecanismo de colapso columna fuerte - viga débil, la secuencia de diseño fue: 1) vigas, 2) conexiones viga-columna y, 3) columnas. Es importante mencionar que, usualmente, en los despachos de cálculo estructural posterior al diseño de las vigas se realiza el diseño de las columnas, dejando como etapa final la revisión de la integridad de las conexiones viga-columna (en los casos en que esto se realiza). Sin embargo, es recomendable que posterior al diseño de las vigas, se revisen los criterios de resistencia por fuerza cortante en los nudos, lo cual ayudará a definir las secciones mínimas requeridas de columnas demandadas por dicho concepto, así como permitir valorar un posible ajuste en las dimensiones de vigas con la finalidad de mejorar el comportamiento de las conexiones viga-columna. Lo anterior, se considera un proceso de diseño más lógico, pues puede evitar realizar trabajo adicional derivado del posible ajuste de las secciones transversales al realizar la revisión detallada de las conexiones viga-columna.

3.2. Espectros considerados para el diseño sísmico

Para la definición del espectro de diseño elástico, conforme a lo especificado en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo (NTCS-04), se consideró como periodo dominante más largo del terreno un valor T_s = 1.2 segundos. Se obtuvieron además los siguientes parámetros: (a) coeficiente de aceleración del terreno a_0 = 0.205, (b) coeficiente sísmico c = 0.924, (c) k = 0.80 y, (d) los periodos característicos T_a = 0.655 s y T_b = 1.44 s. Dado que no se consideró la interacción suelo-estructura, el factor de reducción por amortiguamiento suplementario se consideró unitario (β = 1).

Para la definición del espectro inelástico de diseño, de acuerdo a lo especificado en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo (AA), las ordenadas espectrales de aceleración asociadas al espectro de diseño elástico se redujeron por concepto de ductilidad (Q’) y sobrerresistencia (R).

De acuerdo con los estudios presentados por Miranda y Ruiz (2002) y Terán (2005), referentes a realizar una estimación razonable de la resistencia lateral de diseño de estructuras ubicadas en las zona del Lago de la Ciudad de México considerando las particularidades del ciclo histerético, se empleó para la obtención del espectro de diseño inelástico, un factor de corrección por comportamiento degradante (ec. 1).

De acuerdo con Miranda y Ruiz (2002) y Terán (2005), el no considerar este efecto en estructuras que exhiben comportamiento degradante, como el

caso de estructuras de concreto reforzado, puede resultar en una subestimación importante de la resistencia lateral. Por lo general, cuando el periodo del sistema T es menor que el periodo del suelo T_g, el requerimiento de resistencia para un sistema de un grado de libertad (1GDL) con degradación de rigidez suele ser mayor que para un sistema con comportamiento elasto-plástico perfecto, mientras que para T mayor que T_g, la resistencia para un sistema de 1GDL con degradación de rigidez es comparable o incluso menor que la de un sistema con comportamiento elasto-plástico perfecto.

El factor que considera el efecto del comportamiento degradante (S_{an}), inicialmente propuesto por Terán (Terán 2005), fue posteriormente modificado ligeramente en la propuesta del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-2008) para considerar que a periodo cero el valor de este factor sea unitario (figura 4, ec. 1). Asimismo, se realizó un cambió de nomenclatura identificando ahora a dicho factor como A_{cd} (Tena-Colunga *et al.* 2009).

$$A_{cd} = 0.8 + \frac{1}{2 + 3\left(\frac{T}{0.5T_s} - 1\right)^5} \tag{1}$$

donde T es el periodo del sistema en estudio y T_s el periodo del sitio.

En la figura 5 se muestra el espectro de diseño inelástico empleado para el diseño de los edificios, el cual fue reducido por conceptos de ductilidad y sobrerresistencia, y en el que se considera el efecto del factor por comportamiento degradante. Para ilustrar las diferencias en la forma del espectro de diseño inelástico al tomar en cuenta el efecto del comportamiento degradante por medio del factor A_{cd}, se muestra también el espectro de diseño inelástico que no considera dicho efecto. Las líneas verticales indican el intervalo de periodos en que se encuentran ubicados los edificios en estudio.

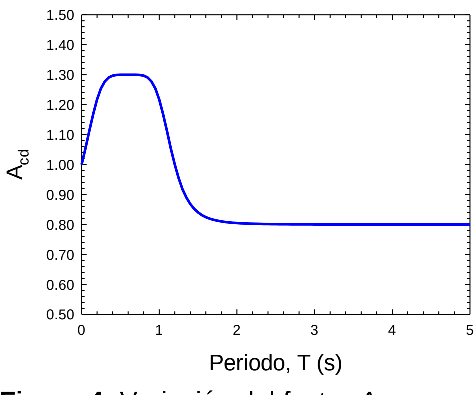


Figura 4. Variación del factor A_{cd} para tomar en cuenta el efecto del comportamiento degradante al considerar T_s = 1.2 s.

Figura 5. Espectros de diseño: 1) reducido por ductilidad y sobrerresistencia (línea discontinua) y, 2) reducido por ductilidad y sobrerresistencia y afectado por el factor de comportamiento degradante (línea continua)

A pesar de la variación en altura de los edificios, sus periodos fundamentales concuerdan de forma razonable con la meseta del espectro de diseño (tabla 1). Además, en todos los casos, existe una amplificación de los niveles de aceleración por efecto del comportamiento degradante, tal y como se muestra en la figura 5. En la tabla 1 se muestra también para cada edificio la masa modal total, que en todos los casos es mayor al 90% de la masa total de la estructura de acuerdo con lo estipulado en las NTCS-04. De la tabla 1 se observa que, debido a la variación de las secciones transversales de vigas, la cual fue necesaria para proveer a las conexiones viga-columna de una resistencia adecuada a fuerza cortante, existen variaciones en la rigidez elástica inicial del orden del 5 al 17% entre los modelos en que no se cumple con dicha resistencia (modelos C1) respecto a aquéllos en que sí se cumple con dicho requisito (modelos C2).

Tabla 1. Características dinámicas de los edificios

Modelo	***Periodo Fundamental (s)***	***Σ Masa Modal (%)***	***K_{C2}/K_{C1}***
4C1	0.636	98.26	0.877
4C2	0.596	98.33	
8C1	0.919	93.91	0.833
8C2	0.839	94.07	
12C1	1.095	94.37	0.951
12C2	1.068	94.38	

3.3. Criterios de diseño sismorresistente para los edificios considerados

Los modelos para el análisis estructural se elaboraron con el programa MIDAS GEN en su versión 3.1 (MIDAS 2012). Para realizar el diseño de la estructura se llevó a cabo un análisis modal espectral conforme al Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-04) que incluyó todos los modos que garantizaran que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Se incluyeron los efectos P-Δ en los análisis. Por conveniencia en la interpretación de resultados, se desprecian los efectos de interacción suelo-estructura.

Para la elaboración de los modelos de análisis estructural, como es práctica común en los despachos de cálculo, no se consideró el aporte de la losa en rigidez; sin embargo, su efecto sí se tomó en consideración para el cálculo de las resistencias, es decir, éstas se consideraron como vigas de sección L en el caso de los marcos perimetrales y vigas de sección T para los marcos interiores. El espesor de los patines de cada elemento se obtuvo mediante el diseño de las losas, las cuales fueron previamente diseñadas, como es costumbre, para tomar cargas verticales y satisfacer estados límites de deformación y de servicio. Asimismo, las vigas secundarias se diseñaron bajo el efecto de cargas verticales, revisando el cumplimiento del estado límite de servicio tal y como se indica en el apartado 3.2 de las NTCC-04.

En todos los casos se toma en cuenta la disposición de la sección 1.3.1 de las NTCC-04 referente a considerar secciones agrietadas en vigas para la elaboración de los modelos de análisis estructural. En columnas se consideraron las propiedades de las secciones brutas. Se consideró que la rigidez en los nudos es 50% de la que tendrían si fueran infinitamente rígidos a flexión, tal y como es comúnmente considerado por los despachos de cálculo estructural y como lo recomiendan Horvillieur y Cheema (1994) y Tena (2007).

Para tomar en cuenta los efectos de torsión accidental, para ambas direcciones y cada nivel, se trasladó el punto de aplicación de las cargas laterales obtenidas de los análisis modales espectrales conforme a las NTCS-04, realizando un análisis para cada cuadrante y seleccionando la condición más desfavorable (figura 6). Lo anterior representa una aproximación, mediante la aplicación de un momento estático, del acoplamiento entre los modos debido a la torsión accidental. Las combinaciones modales se realizaron de acuerdo a las reglas de combinación modal SRSS o CQC, según correspondiera a cada caso.

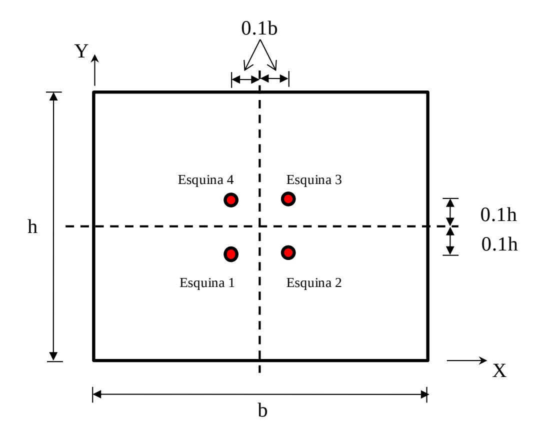


Figura 6. Ubicación de los puntos de aplicación de las cargas laterales para tomar en cuenta los efectos de torsión accidental de acuerdo con las NTCS-04

Los elementos estructurales se dimensionaron conforme a una distorsión máxima permisible para el estado límite de seguridad contra colapso de 0.03, revisando también el cumplimiento de las distorsiones asociadas al estado límite de servicio.

De acuerdo a los criterios de diseño por capacidad, el refuerzo por flexión de las vigas se determinó con base en los elementos mecánicos obtenidos directamente del análisis estructural, en tanto que los momentos de diseño de las columnas se obtuvieron a partir del criterio de columna fuerte-viga débil ($\sum M_c = 1.5\sum M_v$).

3.4. Características particulares de los edificios estudiados

Además de cumplir con todos los criterios de diseño estipulados en el apartado anterior, para cada edificio se consideraron las dos siguientes variantes durante el proceso de diseño estructural:

Caso 1. Se “omite” la revisión de la resistencia a fuerza cortante de las uniones viga-columna, por lo que, en general, no se cumple con este requisito estipulado en el aparatado 7.4.4 de las NTCC-04.

Caso 2. En este caso sí se realiza la revisión cuidadosa de la resistencia a fuerza cortante de las conexiones viga-columna. Lo anterior, en general, obliga a modificar las secciones de los elementos. La estrategia de diseño adoptada en esta investigación radica en incrementar la sección de vigas para fomentar el confinamiento de los nudos, e incrementar con esto la resistencia de diseño a fuerza cortante de la conexión.

Como se comentó, los casos de estudio indicados se plantean con la finalidad de evaluar, si el empleo de estrategias de diseño basadas únicamente en el cumplimiento de criterios de rigidez global (expresados mediante el

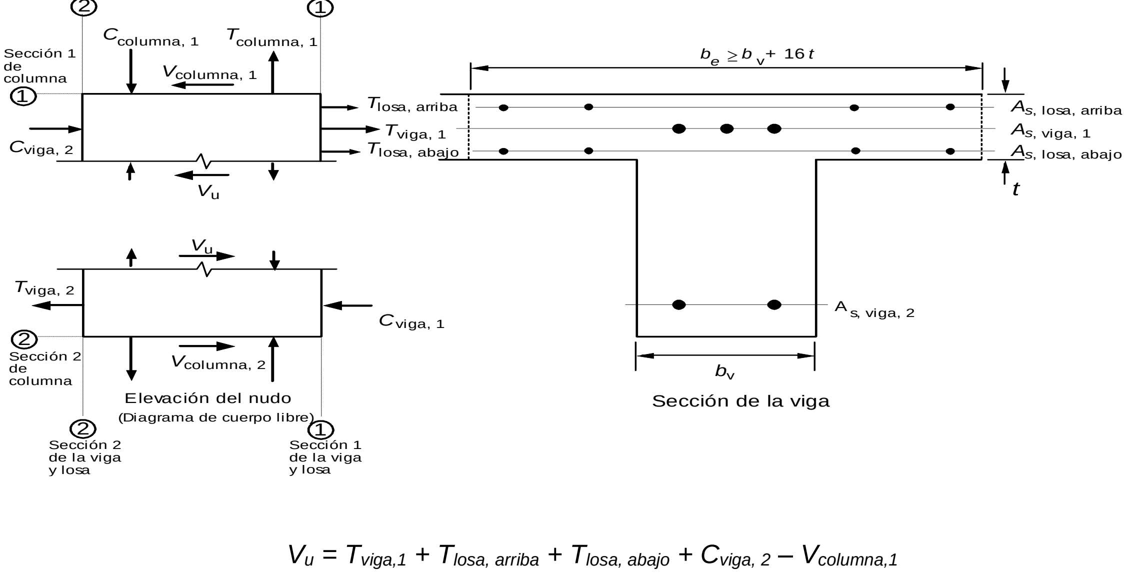
cumplimiento de límites de distorsión de entrepiso), así como de resistencia de cada uno de los elementos sismorresistentes (vigas y columnas), tal y como realizan algunos ingenieros dedicados al cálculo estructural, conduce a diseños en que las conexiones viga-columna cuenten con resistencias por cortante adecuadas. Asimismo, con la información derivada de los diseños, posteriormente se evalúa, mediante análisis estáticos no lineales, cuál es el efecto de dicha omisión en la determinación de capacidades de deformación asociadas a diferentes estados límite y factores de reducción por sobrerresistencia.

Para cada edificio, las dos variantes en los diseños se identifican con los sufijos C1 y C2, correspondientes a los casos de estudio 1 y 2, respectivamente. Por ejemplo, el modelo 12C2, corresponde a un edificio de 12 niveles en que durante el proceso de diseño se revisa de forma cuidadosa la resistencia por fuerza cortante de las conexiones viga-columna, garantizando el cumplimiento del aparatado 7.4.4 de las NTCC-04.

4. ANÁLISIS DE LAS UNIONES VIGA-COLUMNA

4.1. Demandas y resistencias a fuerza cortante en uniones viga-columna según la normativa mexicana

En esta sección se presenta un resumen de las secciones de diseño de cada uno de los edificios, pues con base en lo especificado en las NTCC-04, la demanda de fuerza cortante en el nudo se debe a las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión, considerando además que el refuerzo de la losa trabajando a tensión alojado en un ancho efectivo, contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante (figura 7). Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante de la unión se determinaron suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras es 1.25 f_y. En todos los casos se consideró que las losas cuentan con varillas No. 3 dispuestas a cada 30 cm.



$V_u = T_{viga,1} + T_{losa,\ arriba} + T_{losa,\ abajo} + C_{viga,\ 2} – V_{columna,1}$

donde

$T_{viga,1} + T_{losa,\ arriba} + T_{losa,\ abajo} = 1.25\ f_y\ (A_{s,\ viga,\ 1} + A_{s,\ losa,\ arriba} + A_{s,\ losa,\ abajo})$

$C_{viga,\ 2} = T_{viga,\ 2} = 1.25\ A_{s,\ viga,\ 2}\ f_y$

Figura 7. Determinación de la fuerza cortante actuante en nudos de marcos dúctiles (NTCC-04)

Para calcular la resistencia de diseño a fuerza cortante, los nudos se clasificaron según el número de caras verticales confinadas por los miembros horizontales (ecs. 2 a 4). Se considera que la cara vertical está confinada si la viga cubre al menos 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, y si el peralte del elemento confinante es al menos 0.75 veces la altura de la viga más peraltada que llega al nudo. De acuerdo a las NTCC-04 la resistencia de diseño a fuerza cortante se determina conforme a lo siguiente:

a) Nudos confinados en sus cuatro caras verticales

$$5.5 F_R \sqrt{f_c^*}\, b_e h \qquad (2)$$

b) Nudos confinados en tres caras verticales o en caras verticales opuestas

$$4.5 F_R \sqrt{f_c^*}\, b_e h \qquad (3)$$

c) Otros casos

$$3.5F_R\sqrt{f_c^*}b_e h \qquad (4)$$

El ancho b_e se calcula promediando el ancho medio de las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza. Este ancho b_e no debe ser mayor que el ancho de las vigas más el peralte de la columna, h, o que la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza.

Las ecuaciones 2 a 4 definen la resistencia de diseño a fuerza cortante de nudos con columnas continuas. En nudos con columnas discontinuas, la resistencia de diseño a fuerza cortante se consideró como 0.75 veces la obtenida de las ecs. 2 a 4.

4.2. Demandas y resistencias a fuerza cortante en las uniones viga-columna consideradas

En las tablas 2 a 4 se muestran las secciones y armados de las vigas de cada edificio. En las tablas b_l indica el ancho equivalente de la losa considerado para el cálculo de resistencias, *As*(+) y *As*(-) indican el refuerzo longitudinal positivo y negativo, respectivamente, n_{ram} indica el número de ramas de estribos del #3, y *s* el espaciamiento del refuerzo transversal. Como se observa de las tablas, con la finalidad de disminuir la demanda de fuerza cortante en los nodos de azotea, se varió el acero de refuerzo de las vigas de los dos últimos niveles, ajustándolo de la mejor forma posible a las demandas estimadas. Esto se hizo ya que en nudos con columnas discontinuas (nudos de azotea), la resistencia de diseño a fuerza cortante es menor que en el caso de nudos con columnas continuas (0.75 veces la obtenida de las ecs. 2 a 4). En general, la estrategia de diseño adoptada para incrementar la resistencia a cortante de las conexiones, se basó en proveer a la viga de una sección transversal lo suficientemente robusta para que pudiera considerarse una conexión confinada en sus cuatro caras. La estrategia seguida obviamente no es la única, pues para encontrar un equilibrio entre la demanda y la resistencia a fuerza cortante en la conexión, puede optarse, por ejemplo, por un incremento de la sección transversal de columnas o un incremento en el peralte de vigas (o una combinación de ambas), lo cual dependerá del criterio de cada diseñador y de las condiciones específicas del proyecto.

Tabla 2. Geometría y armado de las vigas principales de los edificios de cuatro niveles

		EDIFICIO 4C1							***EDIFICIO 4C2***						
	Nivel	***b* (cm)**	***h* (cm)**	**b_l (cm)**	***As(+)***	***As(-)***	**n_{ram}**	***s* (cm)**	***b* (cm)**	***h* (cm)**	**b_l (cm)**	***As(+)***	***As(-)***	**n_{ram}**	***s* (cm)**
Marcos exteriores	1-2	45	65	110	3 # 8	6 # 8	3	15	55	65	115	6 # 6	9 # 6	4	15
	3-4	45	65	110	4 # 6	8 # 6	4	15	55	65	115	4 # 6	7 # 6	4	15
Marcos interiores	1-2	45	65	175	3 # 8	6 # 8	3	12.5	55	65	175	5 # 6	10#6	4	15
	3-4	45	65	175	4 # 6	8 # 6	4	15	55	65	175	4 # 6	7 # 6	4	15

Tabla 3. Geometría y armado de las vigas principales de los edificios de ocho niveles

		EDIFICIO 8C1							EDIFICIO 8C2						
	Nivel	***b* (cm)**	***h* (cm)**	**b_l (cm)**	**As(+)**	**As(-)**	**n_{ram}**	***s* (cm)**	***b* (cm)**	***h* (cm)**	**b_l (cm)**	**As(+)**	**As(-)**	**n_{ram}**	***s* (cm)**
Marcos exteriores	1-4	50	85	112.5	7 # 8	9 # 8	4	12.5	65	85	120	7 # 8	9 # 8	4	12.5
	5-6	50	80	112.5	5 # 8	7 # 8	4	15	60	80	117.5	5 # 8	7 # 8	4	15
	7-8	50	80	112.5	5 # 6	7 # 6	4	15	60	80	117.5	5 # 6	7 # 6	4	15
Marcos interiores	1-4	50	85	175	6 # 8	9 # 8	4	12.5	65	85	175	6 # 8	9 # 8	4	10
	5-6	50	80	175	4 # 8	7 # 8	4	15	60	80	175	4 # 8	7 # 8	4	15
	7-8	50	80	175	4 # 6	7 # 6	4	15	60	80	175	4 # 6	7 # 6	4	15

Tabla 4. Geometría y armado de las vigas principales de los edificios de 12 niveles

		EDIFICIO 12C1							EDIFICIO 12C2						
	Nivel	*b (cm)*	*h (cm)*	*b_l (cm)*	*As(+)*	*As(-)*	*n_{ram}*	*s (cm)*	*b (cm)*	*h (cm)*	*b_l (cm)*	*As(+)*	*As(-)*	*n_{ram}*	*s (cm)*
Marcos exteriores	1-4	60	100	117.5	6 # 10	7 # 10	4	10	75	95	125	9 # 8	11 # 8	4	10
	5-8	55	95	115	5 # 10	7 # 10	4	10	70	90	122.5	9 # 8	10 # 8	4	10
	9-10	50	85	112.5	5 # 8	7 # 8	4	15	60	80	117.5	5 # 8	7 # 8	4	15
	11-12	50	85	112.5	5 # 6	7 # 6	4	15	60	80	117.5	5 # 6	7 # 6	4	15
Marcos interiores	1-4	60	100	175	7 # 8	7 # 10	4	10	75	100	175	8 # 8	10 # 8	4	10
	5-8	55	95	175	6 # 8	6 # 10	4	12.5	70	90	175	7 # 8	10 # 8	4	10
	9-10	50	85	175	6 # 6	6 # 8	4	15	60	80	175	7 # 6	7 # 8	4	15
	11-12	50	85	175	4 # 6	7 # 6	4	15	60	80	175	4 # 6	8 # 6	4	15

En general, el armado por flexión y cortante de las vigas, para ambas versiones de cada edificio, no presentan variaciones significativas entre sí, por lo que las columnas de los edificios C1 y C2 son las mismas. En la tabla 5 se resumen algunos detalles de las dimensiones y armados de las columnas de cada edificio. En ellas, h denota la dimensión transversal de la columna, A_s el área de acero de refuerzo longitudinal, n_{ram} indica el número de ramas de estribos del #4, y s el espaciamiento del refuerzo transversal.

Tabla 5. Geometría y armado de las columnas

	EDIFICIOS 4C1 Y 4C2					EDIFICIOS 8C1 Y 8C2					EDIFICIOS 12C1 Y 12C2				
Tipo	*Nivel*	*h (cm)*	*A_s*	*n_{ram}*	*s (cm)*	*Nivel*	*h (cm)*	*A_s*	*n_{ram}*	*s (cm)*	*Nivel*	*h (cm)*	*A_s*	*n_{ram}*	*s (cm)*
Esquina	1-4	70	12#8	4	10	1-2	85	20#8	6	10	1-4	100	24#8	7	10
Esquina						3-4	85	16#8	5	10	5-8	90	20#8	6	10
Esquina						5-6	80	16#8	5	10	9-12	80	16#8	5	10
Esquina						7-8	80	16#8	5	10					

Interiores	1-4	70	16#8	5	10	1-2	85	32#8	6	10	1-4	100	36#10	6	10
Interiores						3-4	85	32#8	6	10	5-8	90	28#10	6	10
Interiores						5-6	80	28#8	6	10	9-12	80	20#10	6	10
Interiores						7-8	80	20#8	6	10					

En las tablas 6 a 11 se resumen las demandas y resistencias a fuerza cortante de los nudos de cada edificio (calculadas conforme a lo especificado en la fig. 7 y las ecs. 2 a 4). Los resultados corresponden tanto a los nudos de los marcos exteriores (ejes 1, 4, A y D), como a los nudos de los marcos interiores (ejes 2, 3, B y C). Se identifican cuatro casos para el cálculo de las demandas y resistencias de fuerza cortante: 1) conexiones exteriores de entrepiso (fig. 8a), 2) conexiones interiores de entrepiso (fig. 8b), 3) conexiones exteriores de azotea (fig. 8c) y, 4) conexiones interiores de azotea (fig. 8d). En las tablas V_R y V_u indican la resistencia de diseño a fuerza cortante del nudo y la demanda de fuerza cortante en el nudo, respectivamente. Como se observa de las tablas 6 a 11, la mayoría de los nudos de los modelos C1 no cuentan con suficiente resistencia a fuerza cortante (excediéndose en algunos casos en más del 40%), esto a pesar de que las secciones transversales cumplen con todos los criterios de diseño por rigidez y resistencia, como se comentó previamente. Lo anterior indica claramente que durante la etapa de diseño debe realizarse la adecuada revisión de las conexiones, garantizando una resistencia a cortante adecuada y promoviendo un comportamiento dúctil. A diferencia de los modelos C1, en los modelos C2 prácticamente en todos los nudos se tiene una resistencia adecuada, con excepción de un nudo interior de azotea en el edificio 4C2, en que la demanda excede la capacidad en 1%, lo cual puede considerarse satisfactorio con fines prácticos.

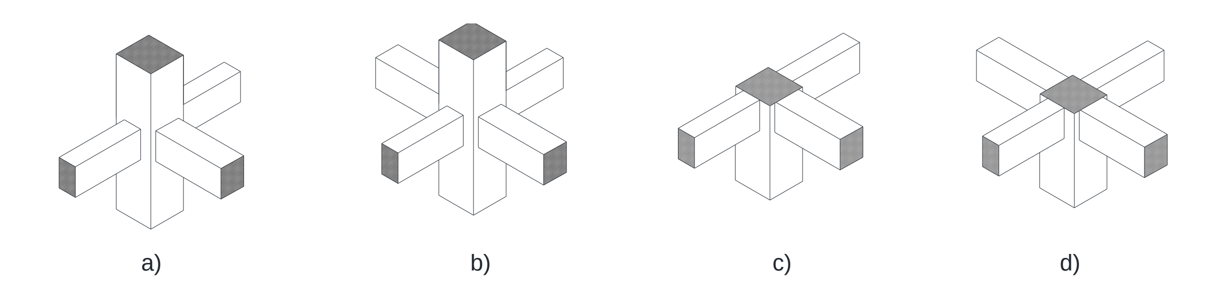


Figura 8. Tipos de conexiones en un marco interior

Tabla 6. Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del edificio 4C1

Tipo de Conexión	***Nivel***	***V_R (Ton)***	***Marcos exteriores (ejes 1 y 4)***			***Marcos interiores (ejes 2 y 3)***		
			V_u (Ton)	***V_u/ V_R***	***Revisión***	***V_u (Ton)***	***V_u/ V_R***	***Revisión***
Exterior	1-2	159.38	168.90	1.06	Inadecuada	202.73	1.27	Inadecuada
	3	159.38	135.06	0.85	Adecuada	168.90	1.06	Inadecuada
	4	119.54	135.06	1.13	Inadecuada	168.90	1.41	Inadecuada

Interior	1-2	159.38	236.43	1.48	Inadecuada	270.26	1.70	Inadecuada
	3	159.38	185.68	1.17	Inadecuada	219.51	1.38	Inadecuada
	4	119.54	185.68	1.55	Inadecuada	219.51	1.84	Inadecuada

Tabla 7. Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del edificio 4C2

Tipo de Conexión	***Nivel***	***V_R (Ton)***	***Marcos exteriores (ejes 1 y 4)***			***Marcos interiores (ejes 2 y 3)***		
			V_u (Ton)	***V_u/ V_R***	***Revisión***	***V_u (Ton)***	***V_u/ V_R***	***Revisión***
Exterior	1-2	272.24	147.72	0.54	Adecuada	194.21	0.71	Adecuada
	3	272.24	122.41	0.45	Adecuada	156.24	0.57	Adecuada
	4	204.18	122.41	0.60	Adecuada	156.24	0.77	Adecuada
Interior	1-2	272.24	223.64	0.82	Adecuada	257.48	0.95	Adecuada
	3	272.24	173.03	0.64	Adecuada	206.86	0.76	Adecuada
	4	204.18	173.03	0.85	Adecuada	206.86	1.01	Inadecuada

Tabla 8. Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del edificio 8C1

Tipo de Conexión	***Nivel***	***V_R (Ton)***	***Marcos exteriores (ejes 1 y 4)***			***Marcos interiores (ejes 2 y 3)***		
			V_u (Ton)	***V_u/ V_R***	***Revisión***	***V_u (Ton)***	***V_u/ V_R***	***Revisión***
Exterior	1-4	227.19	222.05	0.98	Adecuada	253.83	1.12	Inadecuada
	5-6	205.91	182.68	0.89	Adecuada	214.97	1.04	Inadecuada
	7	205.91	116.83	0.57	Adecuada	149.12	0.72	Adecuada
	8	154.43	116.83	0.76	Adecuada	149.12	0.97	Adecuada
Interior	1-4	227.19	370.05	1.63	Inadecuada	380.68	1.68	Inadecuada
	5-6	205.91	290.10	1.41	Inadecuada	300.90	1.46	Inadecuada
	7	205.91	177.21	0.86	Adecuada	197.43	0.96	Adecuada
	8	154.43	177.21	1.15	Inadecuada	197.43	1.28	Inadecuada

Tabla 9. Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del edificio 8C2

Tipo de Conexión	***Nivel***	***V_R (Ton)***	***Marcos exteriores (ejes 1 y 4)***			***Marcos interiores (ejes 2 y 3)***		
			V_u (Ton)	***V_u/ V_R***	***Revisión***	***V_u (Ton)***	***V_u/ V_R***	***Revisión***
Exterior	1-4	396.69	222.05	0.56	Adecuada	253.83	0.64	Adecuada
	5-6	348.46	182.68	0.52	Adecuada	214.97	0.62	Adecuada
	7	348.46	116.83	0.34	Adecuada	149.12	0.43	Adecuada

	8	261.35	116.83	0.45	Adecuada	149.12	0.57	Adecuada
Interior	1-4	396.69	370.05	0.93	Adecuada	380.68	0.96	Adecuada
	5-6	348.46	290.10	0.83	Adecuada	300.90	0.86	Adecuada
	7	348.46	177.21	0.51	Adecuada	197.43	0.57	Adecuada
	8	261.35	177.21	0.68	Adecuada	197.43	0.76	Adecuada

Tabla 10. Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del edificio 12C1

Tipo de Conexión	***Nivel***	***V_R (Ton)***	***Marcos exteriores (ejes 1 y 4)***			***Marcos interiores (ejes 2 y 3)***		
			V_u (Ton)	***V_u/ V_R***	***Revisión***	***V_u (Ton)***	***V_u/ V_R***	***Revisión***
Exterior	1-4	316.78	250.19	0.79	Adecuada	280.42	0.89	Adecuada
	5-8	258.38	254.45	0.98	Adecuada	253.24	0.98	Adecuada
	9-10	205.91	179.77	0.87	Adecuada	190.40	0.92	Adecuada
	11	205.91	114.97	0.56	Adecuada	146.74	0.71	Adecuada
	12	154.43	114.97	0.74	Adecuada	146.74	0.95	Adecuada
Interior	1-4	316.78	438.73	1.38	Inadecuada	421.23	1.33	Inadecuada
	5-8	258.38	414.23	1.60	Inadecuada	375.98	1.46	Inadecuada
	9-10	205.91	285.48	1.39	Inadecuada	261.71	1.27	Inadecuada
	11	205.91	174.39	0.85	Adecuada	194.28	0.94	Adecuada
	12	154.43	174.39	1.13	Inadecuada	194.28	1.26	Inadecuada

Tabla 11. Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del edificio 12C2

Tipo de Conexión	***Nivel***	***V_R (Ton)***	***Marcos exteriores (ejes 1 y 4)***			***Marcos interiores (ejes 2 y 3)***		
			V_u (Ton)	***V_u/ V_R***	***Revisión***	***V_u (Ton)***	***V_u/ V_R***	***Revisión***
Exterior	1-4	544.47	255.78	0.47	Adecuada	266.07	0.49	Adecuada
	5-8	448.02	239.26	0.53	Adecuada	270.52	0.60	Adecuada
	9-10	348.46	182.68	0.52	Adecuada	214.97	0.62	Adecuada
	11	348.46	116.83	0.34	Adecuada	161.19	0.46	Adecuada
	12	261.35	116.83	0.45	Adecuada	161.19	0.62	Adecuada
Interior	1-4	544.47	439.90	0.81	Adecuada	429.73	0.79	Adecuada
	5-8	448.02	426.45	0.95	Adecuada	416.12	0.93	Adecuada
	9-10	348.46	290.10	0.83	Adecuada	287.43	0.82	Adecuada
	11	348.46	177.21	0.51	Adecuada	209.50	0.60	Adecuada
	12	261.35	177.21	0.68	Adecuada	209.50	0.80	Adecuada

5. ANÁLISIS ESTÁTICOS NO LINEALES

5.1. Modelos de cálculo

Con la finalidad de evaluar las diferencias en las estimaciones de los niveles de sobrerresistencia y capacidad de deformación al considerar u omitir la revisión de la resistencia a fuerza cortante de las uniones viga-columna en edificios estructurados con base en marcos dúctiles de concreto reforzado, se realizaron análisis no lineales ante cargas monótonas crecientes ("pushover") de cada edificio considerando las dos variantes de diseño (casos 1 y 2). Para realizar los análisis se empleó el programa DRAIN-2DX (Prakash *et al.* 1992), y en todos los casos se consideró una distribución de cargas proporcional al primer modo de vibración.

Se incluyen en todos los casos los efectos P-Δ y se ignora la interacción suelo estructura. El efecto de la interacción suelo estructura no se considera en este estudio para evitar introducir mayor cantidad de variables que compliquen la interpretación de los resultados.

Para el modelado no lineal de los edificios se incluye el comportamiento no lineal de los elementos estructurales a nivel local (modelo de plasticidad concentrada). En el caso de vigas, se tomó en cuenta la aportación de la losa a su resistencia, rigidez y capacidad de deformación.

Las propiedades estructurales de las vigas se obtuvieron a partir de los diagramas momento-curvatura empleando el programa Biax (Wallace y Moehle 1989), y corresponden a las secciones transversales ubicadas en sus extremos. La curvatura de fluencia corresponde a la primera cedencia del acero longitudinal, mientras que la curvatura última corresponde a la menor curvatura asociada a la fractura del acero longitudinal o al aplastamiento del concreto (no se consideró el pandeo del acero de refuerzo como criterio de falla). El momento de inercia de las vigas se obtuvo a partir de la pendiente elástica del diagrama momento-curvatura, considerando con esto propiedades agrietadas de la sección.

Para modelar el comportamiento no lineal de las columnas, se toma en cuenta el efecto de la carga axial en los momentos de fluencia en cada uno de sus extremos, para lo cual se obtuvieron los diagramas de interacción carga axial-momento flexionante empleando nuevamente el programa Biax. En este caso se consideraron las propiedades de las secciones gruesas.

Para tener una aproximación más realista del esfuerzo de fluencia y capacidad de deformación del acero de refuerzo considerado, para modelar la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo se utilizaron las recomendaciones de Rodríguez y Botero (1997), para aceros de refuerzo mexicanos. Asimismo, para modelar el concreto confinado se utilizó el modelo de Kent y Park modificado (Park *et al.* 1982).

La capacidad rotacional de los elementos se estimó a partir de considerar una longitud equivalente de articulación plástica igual a la mitad de su peralte efectivo.

Los apoyos de las columnas de la planta baja se modelaron como empotramientos perfectos. Dadas las limitaciones del programa DRAIN-2DX, se consideró que la rigidez elástica de los elementos estructurales permanece constante durante los análisis no lineales, por lo que los elementos estructurales exhiben comportamiento elasto-plástico. Se consideraron zonas rígidas en los extremos de vigas igual a la mitad del peralte de las columnas a las que llegan, en tanto que para columnas se consideró una zona rígida en el extremo superior de las columnas con una dimensión igual al peralte de las vigas con las que intersectan (mismas consideraciones que en el modelado elástico).

En la figura 9 se muestra uno de los modelos empleados para los análisis no lineales (modelo de cuatro niveles), en los que se considera la distribución de fuerzas laterales entre los marcos por acción del diafragma rígido. Las vigas y columnas se modelaron mediante elementos tipo viga-columna en que considera la posibilidad de formar rótulas plásticas en sus extremos.

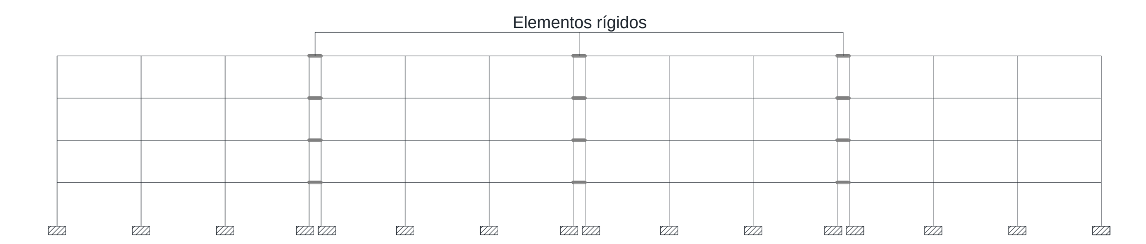


Figura 9. Modelos empleados en los análisis estáticos no lineales

5.2 Resultados de los análisis

Los principales resultados obtenidos de los análisis estáticos no lineales son: (1) curvas normalizadas cortante-distorsión para cada uno de los entrepisos (V/W_T *vs.* Δ/H), así como globales (cortante basal *vs* distorsión de azotea), (2) mapeo de rotaciones plásticas acumuladas asociadas al colapso teórico de la estructura. La distorsión última se limitó en función de la rotación máxima que los elementos estructurales son capaces de desarrollar.

De las curvas cortante-distorsión tanto a nivel entrepiso como a nivel global se obtuvo la siguiente información: (a) envolventes de distorsiones máximas, (b) distorsiones de fluencia de entrepiso equivalentes, (c) capacidades de deformación inelástica globales y de entrepiso y, (d) factores de reducción por sobrerresistencia. Como se comenta en Godínez (2010) y Godínez y Tena (2010 y 2011), estos parámetros son importantes para el diseño de un sistema estructural específico y, fueron calculados a partir de una curva bilineal idealizada de la curva cortante-distorsión real (figura 10), conforme a lo especificado en la literatura (Newmark y Hall 1982, FEMA-273 1997). Lo anterior, con la finalidad de valorar las diferencias en sus estimaciones para las dos consideraciones de diseño estudiadas (modelos C1, en que no se cumple con los requisitos de diseño por fuerza cortante en los nudos y modelos C2, en los que sí se cumple con dicho requisito).

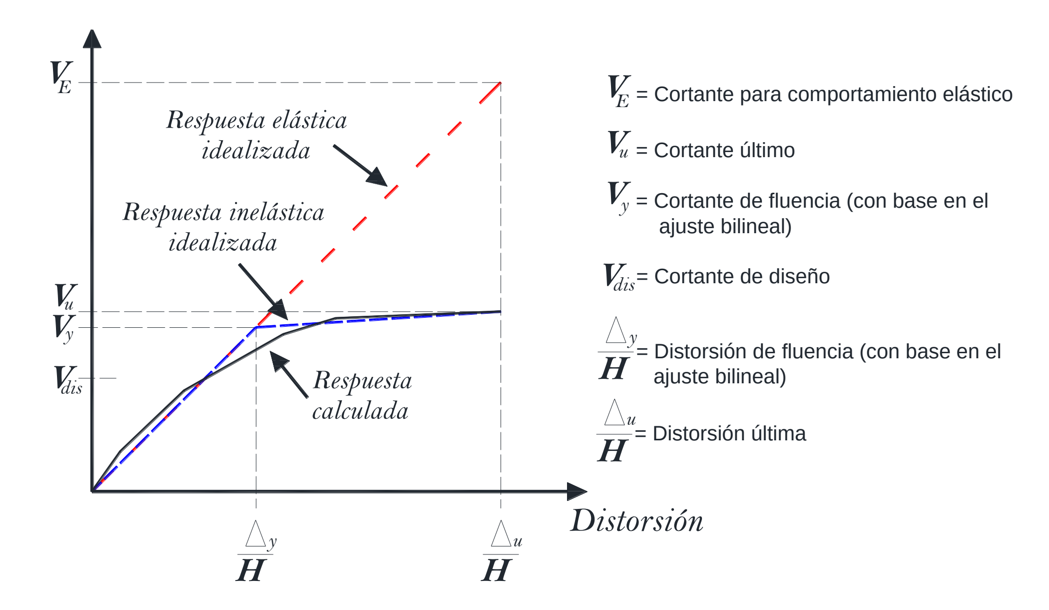


Figura 10. Idealización bilineal de las curvas cortante-distorsión

En la figura 11 se muestran las curvas normalizadas cortante-distorsión para cada uno de los entrepisos (V/W_T *vs.* Δ/H), así como globales (cortante basal *vs* distorsión de azotea) del edificio de cuatro niveles en sus dos variantes (C1 y C2). Asimismo, en la figura 12 se muestran las curvas de cortante basal contra desplazamiento de azotea de cada uno de los modelos estudiados. Para observar de mejor manera las diferencias en la estimación de la capacidad de deformación a nivel entrepiso, en la figura 13 se comparan las envolventes de distorsiones de entrepiso máximas de cada uno de los modelos en estudio. Las distorsiones de entrepiso reportadas incluyen la distorsión por cortante, así como la debida a la flexión general del marco en la dirección de análisis (componente vertical).

De los resultados mostrados en las figuras 11 a 13, se observa que para cada elevación considerada, existen variaciones en la estimación tanto de la capacidad de deformación global (de hasta un 17%), como de entrepiso (de hasta un 25%). También, se observa que existen diferencias en la estimación de la resistencia última (efecto más evidente en los modelos de cuatro niveles).

Con la finalidad de evaluar si existe variación en la distorsión asociada al estado límite de servicio, en la figura 14 se presentan las envolventes de distorsiones asociadas a la fluencia de cada entrepiso, las cuales se estimaron conforme a lo mostrado en la figura 10. En la figura, las líneas verticales indican las distorsiones de fluencia correspondientes a las curvas de cortante basal contra distorsión de azotea de cada modelo. Es importante notar que en algunos casos ciertos entrepisos permanecen elásticos (μ = 1), especialmente los entrepisos superiores. De los resultados expuestos en la figura 14 se observa que básicamente no existe variación en las distorsiones de fluencia. En todos los casos los entrepisos de los modelos C2 fluyen ligeramente antes que los correspondientes a los modelos C1. Se observa además que los

valores promedio calculados son congruentes con el especificado para la revisión del estado límite de servicio en las NTCS-04 ($\Delta_y = 0.4\%$).

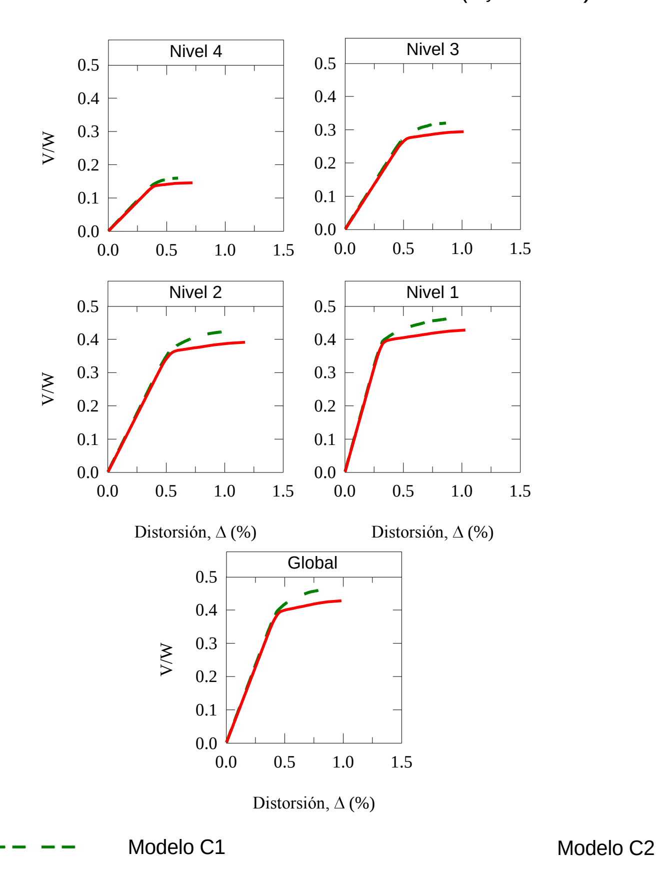
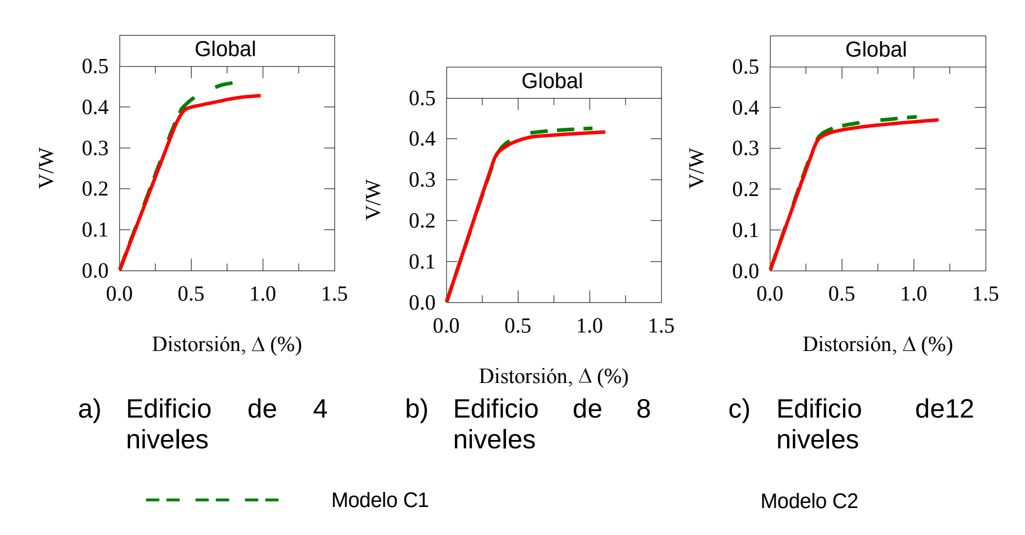


Figura 11. Curvas cortante vs distorsión de los modelos 4C1 y 4C2



a) Edificio de 4 niveles
b) Edificio de 8 niveles
c) Edificio de12 niveles

Figura 12. Curvas cortante basal contra distorsión de azotea

Para complementar la información procesada, en la figura 15 se muestran las ductilidades. Por simplicidad, aquellos entrepisos donde la respuesta es elástica se identifican mediante μ = 1. En la figura, las líneas verticales indican los valores correspondientes a las curvas de cortante basal contra distorsión de azotea de cada modelo. Se observan variaciones a nivel entrepiso que oscilan entre el 5 y el 25%, encontrando las mayores diferencias en el modelo de 12 niveles. Asimismo, con respecto a las ductilidades globales, las diferencias oscilan entre el 13 y 20%. Lo anterior indica, que además de incumplirse con un requisito básico de diseño, como lo es la revisión de la integridad de las uniones viga-columna, los diseños realizados son menos dúctiles que aquéllos en que sí se cumple con dicho requisito.

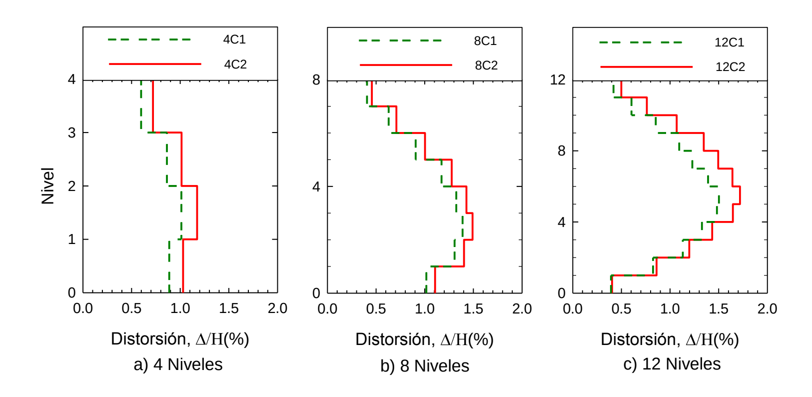


Figura 13. Curvas envolventes de distorsiones de entrepiso

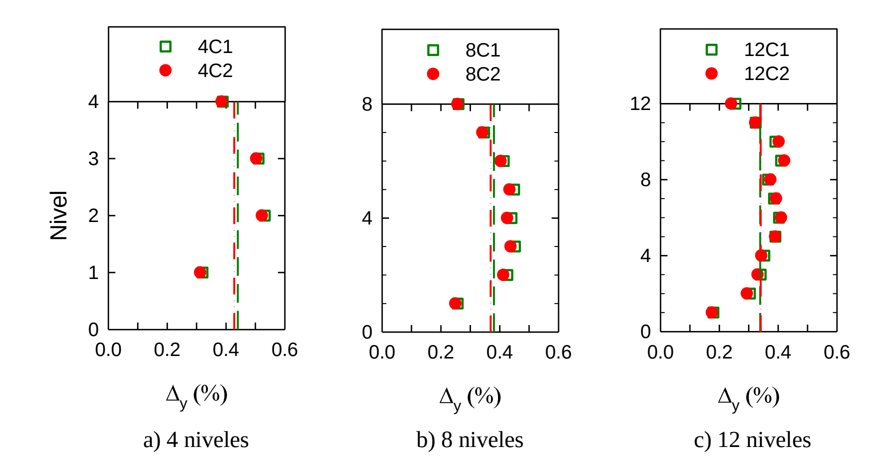


Figura 14. Envolventes de distorsiones asociadas a la fluencia

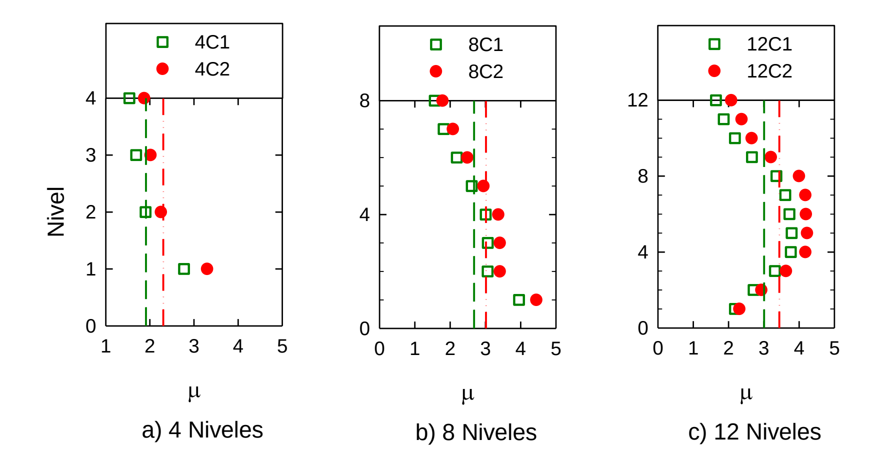
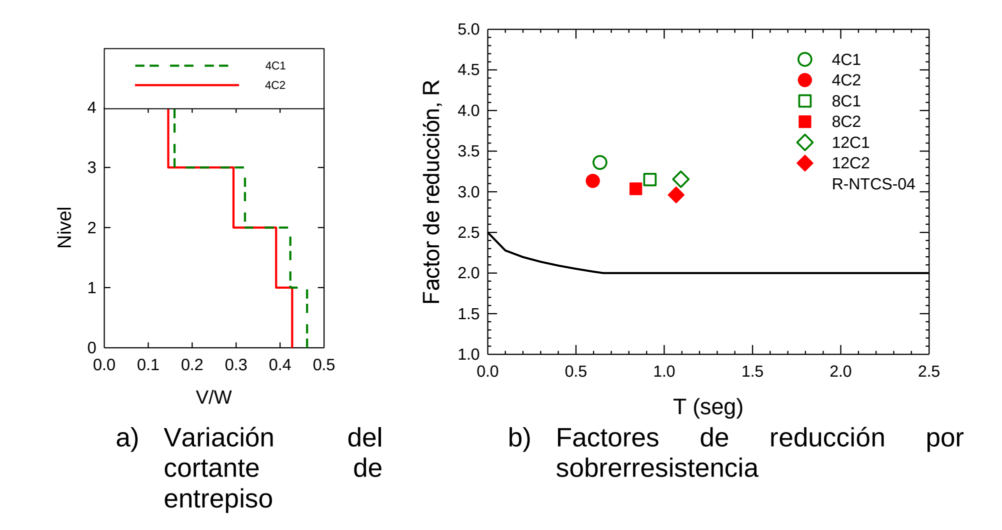


Figura 15. Envolventes de capacidades de deformación inelástica (μ)

Para valorar el efecto en lo referente en la capacidad resistente última observada en las curvas cortante-distorsión de entrepiso y globales, en la figura 16 se muestra la variación de los cortante de entrepiso (modelo de cuatro niveles), así como los factores de reducción por sobrerresistencia derivados de las curvas globales ($R = V_u/V_{dis}$). Con fines comparativos, en la figura 16b se incluye la curva descrita para los valores de R estipulados en el Apéndice A de las NTCS-04 (ec. 5), identificando que en todos los casos se obtuvieron valores mayores a los estipulados en las Normas. Las variaciones observadas en la estimación de los factores R para ambos casos de estudio son del orden del 10%.

$$R = \begin{cases} \dfrac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}} & si \quad T \leq T_a \\ 2; & si \quad T > T_a \end{cases}$$

(5)



a) Variación del cortante de entrepiso

b) Factores de reducción por sobrerresistencia

Figura 16. Efecto en la resistencia última

De las figuras 11 a 16 es posible concluir, que la omisión del diseño por cortante de las conexiones viga-columna en edificios estructurados con base en marcos dúctiles de concreto reforzado, puede derivar en diseños de estructuras con menor capacidad de deformación inelástica tanto a nivel global como de entrepiso. Asimismo, puede existir variación en la capacidad última resistente y por ende en la estimación de los factores de reducción por sobrerresistencia. Aunque en este último caso las diferencias son menos significativas respecto a lo observado en lo referente a capacidad deformación, la diferencia dependerá en gran medida de la estrategia de diseño empleada, por lo que no se descarta la posibilidad de obtener diferencias más elevadas en este rubro. Lo anterior también indica que al obtener parámetros de diseño, usando una metodología similar a la empleada en este estudio, podría incurrirse en errores significativos en el caso de omitir el diseño de las uniones viga-columna durante el proceso de diseño estructural.

Finalmente, con la finalidad de identificar cuáles son los elementos en que se concentra el trabajo inelástico, y verificar que se cumpla con el mecanismo de falla esperado; es decir, columna fuerte-viga débil, se realizaron mapeos de rotaciones plásticas en diferentes etapas del análisis. Teóricamente, en ambos casos de estudio debería obtenerse un mecanismo congruente con el esperado, pues se empleó en ambos casos una metodología de diseño por capacidad. Asimismo, los mapeos permitirán observar si existen diferencias entre ambos casos de estudio (magnitud y ubicación de las rótulas). Por cuestiones de espacio, en la figura 17 únicamente se muestran los mapeos de rotaciones plásticas acumuladas asociadas al instante en que se alcanza el desplazamiento último del edificio. La magnitud de las rotaciones inelásticas se indica mediante diferentes símbolos.

Se observa que el comportamiento no lineal se concentra en los extremos de las vigas para ambos casos de estudio. En todos los casos, existe un mayor trabajo inelástico de las vigas de los modelos C2, lo anterior es congruente con las envolventes de distorsiones máximas y ductilidades de

entrepiso. Es importante aclarar, que las vigas de los modelos C2 cuentan con una mayor capacidad de rotación negativa que las vigas de los modelos C1. Lo anterior indica que en todos los modelos C2, las vigas pueden acomodar mayores rotaciones plásticas durante la formación del mecanismo de colapso. En todos los casos los mecanismos de colapso obtenidos son congruentes con el mecanismo de falla supuesto columna fuerte-viga débil. Las articulaciones plásticas presentes en la base de las columnas de planta baja se deben en gran parte a la condición de empotramiento perfecto supuesta en los análisis, que es difícil de lograr en una edificación real. En los modelos de cuatro y 12 niveles se observa que en los modelos C1 las vigas del último nivel permanecen elásticas, en tanto que en los modelos C2 el trabajo inelástico se distribuye en toda la altura, aspecto deseable para contar con una mayor capacidad de disipación de energía.

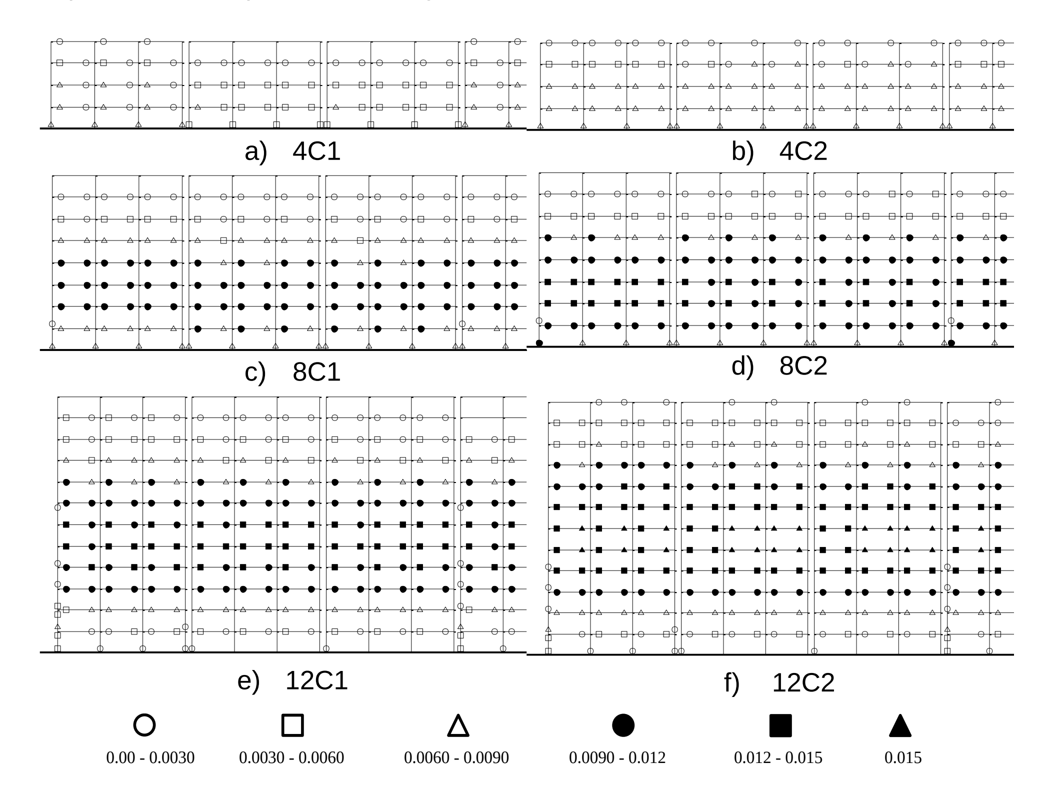


Figura 17. Rotaciones plásticas acumuladas (rad)

6. CONCLUSIONES

Se presenta un estudio en que se muestra la importancia que tiene la adecuada revisión de las conexiones viga-columna de edificios estructurados con base en marcos dúctiles de concreto reforzado. Se evalúa, mediante análisis estáticos no lineales ante carga monótona creciente, el efecto que tiene la omisión del diseño/revisión de las uniones viga-columna en el comportamiento de edificios de 4, 8 y 12 niveles, destacando su impacto en

algunos parámetros de diseño específicos tales como la capacidad de deformación y la sobrerresistencia.

De los resultados expuestos, es posible concluir que el empleo de una estrategia de diseño basada únicamente en el cumplimiento de criterios de rigidez global (expresados mediante el cumplimiento de límites de distorsión de entrepiso), y de resistencia de cada uno de los elementos sismorresistentes (vigas y columnas), tal y como realizan algunos ingenieros dedicados al cálculo estructural, no necesariamente conduce a diseños en que las conexiones viga-columna cuenten con resistencias por cortante adecuadas, pudiendo excederse la capacidad de las mismas de forma importante (en algunos casos en más del 40%). Es importante mencionar que lo anterior difiere de lo obtenido para el caso de edificios estructurados con base en marcos de concreto no dúctiles (Q = 2), donde, para un grupo de edificios estudiados (no reportado), al realizar un diseño basado únicamente en el cumplimiento de los criterios de rigidez global y de resistencia de los elementos sismorresistentes, se obtienen directamente resistencias por cortante adecuadas en las conexiones viga-columna (aún sin realizar la revisión detallada de las mismas). Lo anterior se debe a que en este caso, en general, las demandas de fuerza cortante en las conexiones viga-columna son inferiores que para el caso de marcos dúctiles, y por el contrario, las resistencias a cortante son mayores (para una misma geometría).

Asimismo, se observó que la omisión del diseño por cortante de las conexiones viga-columna en edificios estructurados con base en marcos dúctiles de concreto reforzado, puede derivar en diseños de estructuras con menor capacidad de deformación inelástica tanto a nivel global como a nivel entrepiso (con variaciones mayores a 20%). También, puede existir variación en la estimación de la capacidad resistente última, y por ende, en el cálculo de los factores de reducción por sobrerresistencia. Lo anterior indica que para realizar una adecuada estimación de los valores mencionados, congruente con la filosofía de diseño reglamentaria, debe realizarse la adecuada revisión de las conexiones, pues de lo contrario se podría incurrir en errores significativos.

Finalmente, es claro que durante la etapa de diseño no debe omitirse la revisión de la resistencia a fuerza cortante de las conexiones viga-columna, pues además de incumplir un requisito básico enfocado a garantizar la integridad de los nudos, se expone a la estructura a una falla frágil que limite su respuesta ante una acción sísmica intensa.

AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece a las empresas MIDAS IT y Bowerbird Ingeniería S. A. de C.V. por la licencia otorgada para el uso del programa de análisis y diseño estructural MIDAS GEN.

REFERENCIAS

1. ACI-352R-02. (2002), "Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures", Reportado por el *Joint ACI-ASCE Committee 352*, American Concrete Institute.

2. ACI 318-08 (2008), "Building code requirements for structural concrete (ACI-318-08) and commentary", Farmington Hills. (MI, USA) *American Concrete Institute*.

3. Alcocer, S. (1994), "Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado. Uniones de elementos", *1^er^ curso Seguridad sísmica de las construcciones para directores responsables de obra CENAPRED-JICA*, sección 4, pp. 271-283.

4. Anderson, M., Lehman, D. y Stanton, J. (2008), "A cyclic shear stress–strain model for joints without transverse reinforcement". *Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 941-954.

5. Calvi, G. M., Magenes, G. y Pampanin, S. (2002), "Relevance of beam-column joint damage and collapse in RC frame assessment", *Journal of Earthquake Engineering, Vol.* 6, Special Issue 1, pp. 75-100.

6. FEMA-273 (1997), "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. *FEMA publication 273*". Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, Octubre.

7. Godínez-Domínguez, E. A. y A. Tena-Colunga (2010), "Nonlinear behavior of code-designed reinforced concrete concentric braced frames under lateral loading", *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 944-963.

8. Godínez, E. A. (2010), "Estudio del comportamiento de marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo chevrón", **Tesis de Doctorado**, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana, julio.

9. Godínez, E. A. y A. Tena (2011), "Comportamiento no lineal de marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo metálico chevrón. Propuesta de diseño", *Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS,* No. 85, pp. 61-102.

10. Hanson, N. W. y Connor, H. W. (1967), "Seismic resistance of reinforced concrete beam-column joints", *Journal of Structural Division, ASCE, Vol.* 93, pp. 533-559.

11. Horvilleur, J. F. y Cheema, M. A. (1994), "Análisis lateral de marcos de concreto reforzado sometidos a cargas laterales sísmicas", *Memorias, IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Zacatecas, Zacatecas, Vol. I, pp. 244-259, octubre.

12. Kim, J. y LaFave, J. M. (2007), "Key influence parameters for the joint shear behaviour of reinforced concrete (RC) beam–column connections", *Engineering Structures*, Vol. 29, pp. 2523-2539.

13. Miranda, E. y Ruiz, J. (2002), "Influence of stiffness degradation on strength demands of structures built on soft soil sites", *Engineering Structures*, Vol. 24, pp. 1271-1281.

14. Midas Gen v.3.1 (2012), "Integrated design systems for buildings and general structures", *Midas Information Technology Co. Ltd*.

15. Newmark, N. M. y Hall, W. J. (1982), "Earthquake spectra and design", *Monograph series, Earthquake Engineering Research Institute*. Oakland.

16. NTCC-04 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Tomo II, No. 103-BIS, octubre.

17. Paulay T., Park, R. y Priestley, M. (1978), "Reinforced concrete beam-column joints under seismic actions". *ACI Journal,* Vol. 75, No. 11, pp. 585-593.

18. Park, R., Priestley, M. J. N. y Gill, W. D. (1982), "Ductility of square-confined concrete columns", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 108, No. 4, pp. 929-950.

19. Prakash, V., Powell, G. H. y Fillipou. (1992), "DRAIN-2DX: base program user guide". *Report No. UBC/SEMM-92/29*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.

20. Rodríguez, M.E., Botero, J.C. (1997), "Evaluación del comportamiento de barras de acero de refuerzo sometidas a cargas monotónicas y cíclicas reversibles incluyendo pandeo". *Revista de Ingeniería Sísmica*, Vol. 56, pp. 9-27.

21. Sharmaa, A., Eligehausen, R. y Reddya, G. R. (2011), "A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam–column

connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints", *Engineering Structures*, Vol. 33, pp. 1034-1051.

22. Tajima, K., Mishima, T. y Shirai, N. (2004), "3-D finite element cyclic analysis of RC beam/column joint using special bond model", *13th World Conference on Earthquake Engineering,* Vancouver, B.C., Canada, Documento No. 446

23. Tena, A. (2007), **Análisis de estructuras con métodos matriciales**, primera edición, editorial Limusa, septiembre.

24. Tena-Colunga, A., Mena-Hernández, U., Pérez-Rocha, L. E., Avilés, J., Ordaz, M. y Vilar, J. I. (2009), "Updated seismic design guidelines for buildings of a model code of Mexico", *Earthquake Spectra, Vol.* 25, No. 4, pp. 869-898.

25. Terán, A. (2004), "*Notas del curso: Diseño Sismorresistente*", Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco.

26. Terán, A. (2005), "Consideraciones para establecer la resistencia lateral de diseño de estructuras ubicadas en la zona del lago del D.F", *Memorias, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, México, DF, CDROM, documento No. VI-01, septiembre.

27. Wallace, J. y Moehle, J. (1989), "BIAX: A computer program for the analysis of reinforced concrete sections", *Reporte No. UCB/SEMM-89/12*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.